

沉积岩地区高边坡稳定性分析

彭志军^{1,2}, 陈征宙¹

(1. 南京大学 地球科学系, 江苏 南京 210093; 2. 广东省航盛工程有限公司, 广东 广州 511442)

[摘要] 在大量的野外地质调查工作基础之上, 采用赤平投影法分析了沉积岩地区岩石高边坡的潜在破坏模式, 并运用极限平衡法计算边坡在此潜在破坏模式下的稳定性, 对安全储备较低的采石场边坡提出削坡方案, 同时配合有限元法对边坡的稳定性进行了分析和评价, 指出岩层层面是影响沉积岩地区高边坡稳定性的最不利结构面, 是调查和研究的重点。

[关键词] 沉积岩; 高边坡; 稳定性; 结构面; 层面; 极限平衡法; 有限元

[中图分类号] P642.2; TU457 [文献标识码] A [文章编号] 1672-6561(2006)02-0061-05

Stability Analysis of High Slope in Sedimentary Rock Areas

PENG Zhi jun^{1,2}, CHEN Zheng zhou¹

(1. Department of Earth Sciences, Nanjing University, Nanjing 210093, Jiangsu, China;
2. Guangdong Province Hangsheng Engineering Co Ltd, Guangzhou 511422, Guangdong, China)

Abstract Based on field geologic survey, the method of stereographic projection was adopted to analyze the potential failure mode of high rock slope in the sedimentary rock areas. According to the potential failure mode, the methods of limit equilibrium were applied to analyze the stability of the slope. A scheme of cutting the quarry slope with lower safety was putted forward. Meanwhile, FEM was also used to analyze and estimate the stability of the slope. It is considered that bedding plane is the worst structural plane affecting the stability of high rock slope in the sedimentary rock areas. As a result, it is a key point to survey and study.

Key words: sedimentary rock; high slope; stability; joint; bedding plane; limit equilibrium method; finite element method(FEM)

0 引言

随着经济建设的深入发展, 许多大型能源和交通工程相继动工, 工程建设中, 常常会因为人为的削坡作用而造成大量高、陡边坡问题, 而岩体结构面的存在和发育一直就是困扰和制约岩质高边坡稳定性的一个至关重要因素。因此, 在对边坡进行稳定性分析和评价时, 对各种结构面的统计和分析成为一种必然的方法。在沉积岩地区, 岩层层面向往就上升为各种结构面中对边坡稳定性影响最大的一种结构面。笔者结合某高边坡实例, 着重研究

沉积岩地区岩层层面的存在对边坡的安全稳定性影响, 为进一步工程设计和治理提供必要的参考依据。

1 问题的提出

某拟建厂址位于低山丘陵山麓及山前坡洪积平原区。由于开挖的需要, 预期形成一总高度在 30 m 左右、分为若干级的人工边坡。另外, 在人工边坡的西北方向还有高 80 m 左右的采石场自然山坡, 因此, 对于该总长约 810 m 的高边坡而言, 其稳定状态关系到工程建设的成败与安全, 对整个工程

[收稿日期] 2005 09 26
[作者简介] 彭志军(1979-), 男, 安徽桐城人, 硕士研究生, 从事岩土工程和工程地质研究。

的可行性、安全性及经济性等起着重要的制约作用,并在很大程度上影响整个工程建设的投资效益,因此,必须对其进行专门的稳定性评价。

2 工程地质条件

2.1 地形地貌

厂址区域地势较高,山坡高度大于 150 m,自然坡度一般小于 30°,四周属于剥蚀低山丘陵地带,山间分布着小块的山间平原,厂址地形总体西高东低,地面标高一般为 35.4~71.3 m,西侧山麓地面标高大于 40 m。

2.2 区域构造

厂区所处地理位置位于中国东部新华夏系第二隆起带与秦岭-昆仑纬向构造的交汇部位,地质构造比较复杂,可分为徐州弧形构造、新华夏构造、东西向构造等主要构造形式。这一带的地质构造是燕山运动形成的,在徐州复背斜的基础上发展起来。背斜核部是下寒武统馒头组,两翼分别由中寒武统、上寒武统及下奥陶统、中奥陶统的地层组成,在徐州地区复背斜的轴向大致为北东 40°~60°,倾向北西。

2.3 地层与岩性

厂址所处区域基岩部分裸露,岩石地层主要为一套寒武系上统(凤山组 ϵ_3f 、长山组 ϵ_3c 、崮山组 ϵ_3g)—奥陶系下统(贾汪组 O_{1j} 、三山子组 O_{1s})的沉积岩层。

各组的岩性特征主要为:

贾汪组(O_{1j}):浅灰、黄绿、紫色钙质页岩,页状泥质白云岩,与下伏寒武系凤山组呈假整合接触,底部可见砾岩。

三山子组(O_{1s}):上部为灰白色,风化后呈肉红色、薄至中厚层显晶质白云岩与竹节状白云岩互层;下部为灰黄色、薄至中厚层、含泥质结晶状白云岩。

凤山组(ϵ_3f):上部为灰色薄至中厚层白云岩、泥质白云岩、竹叶状白云岩等。下部为灰色薄至中厚层豹皮状灰岩、涡状灰岩、竹叶状灰岩。

长山组(ϵ_3c):紫灰色中厚层鲕状灰岩、薄层灰岩、泥灰岩、竹叶状灰岩互层。

崮山组(ϵ_3g):灰色薄层灰岩、中厚层鲕状灰岩夹竹叶状灰岩。

第四系以冲积、坡洪积黄褐色粘土、粉质粘土为主,含铁锰质及钙质结核,主要分布在丘陵山区

前缘和山间,厚度一般小于 1 m。

2.4 结构面特征

2.4.1 结构面类型

本区结构面包括岩层层面、不同岩性的分界面、不同风化带界面、节理(裂隙)、节理密集带等,其中,在边坡中单一存在的、规模较大的、已基本贯通的结构面有地层或岩性分界面、风化带界面、节理密集带等,且风化带界面多沿薄层灰岩层面发育,中厚层灰岩区域少见,节理密集带见于局部边坡地段,为反倾结构面。在边坡中重复出现的、规模较小的、断续贯通的结构面有层面、节理(裂隙)等。当这种结构面在边坡中有规律的重复出现和处于有利方位时,将会对边坡的破坏产生明显影响。

2.4.2 结构面规模及性质

根据野外大量统计,厂址区域岩层层面贯通,规模较大。节理迹线长度一般在 5 m 左右,结构面间距 10~250 mm,大于 500 mm 的少见,结构面隙宽 0~5 mm。大部分结构面平直,少数有弯曲现象,充填物以泥质、钙质为主,其中可含铁锰质。从统计调查来看,结构面以压性结构面为主,以羽状裂隙等为主要特征。

2.4.3 结构面产状

对岩质边坡稳定性而言,结构面最重要的性质是它相对于坡面的方位,只有在结构面或结构面交线的倾向与坡向基本一致(交角小于 20°)时,才具有潜在滑动面的可能性。当结构面与坡面为反向倾或斜交角度较大时,它对边坡稳定性影响只是破坏坡体岩石的完整性和控制滑块的边界。从总体玫瑰图(图 1,图 2)可看出,本区优势结构中心较单一,主要是一组产状为 120°/70°的结构面,即岩层层面,这点从总体等密图(图 3)中也可得到验证。

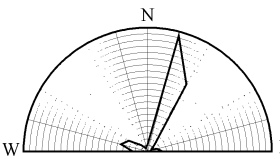


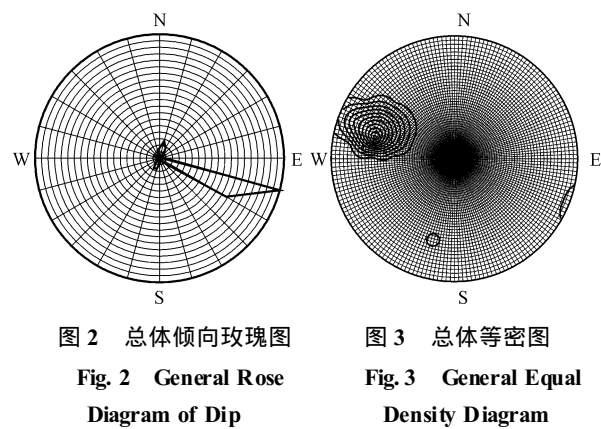
图 1 总体走向玫瑰图
Fig. 1 General Rose Diagram of Strike

2.5 水文地质条件

厂址区域地下水是松散岩类孔隙潜水和碳酸盐岩类裂隙溶洞水。

2.5.1 松散岩类孔隙潜水

该类型主要赋存于上更新统粘性土层中,厚度薄,渗透系数小,富水性差,主要受大气降水补给,排泄以蒸发为主。



2.5.2 碳酸盐岩类裂隙溶洞水(岩溶水)

该类型在裸露区,裂隙、溶洞一般浅部较发育,岩溶率 5%~10%,局部高达 30%~40%,以溶隙、小溶洞为主,多沿节理面和层面发育。地下水类型为潜水,潜水位随地形变化而变化,矿化度小于 0.5 g/L,水化学类型为 $\text{HCO}_3-\text{Ca}\cdot\text{Mg}$ 型。地下水主要接受大气降水补给,排泄方式以侧向运流补给覆盖型岩溶水为主,少量以泉水形式排出。

在第四系覆盖区,碳酸盐岩裂隙、溶洞发育,深度一般小于 100 m,地下水山前呈微承压,至平原区过渡为承压状,富水性较好,地下水埋深一般小于 5 m,主要接受裸露区裂隙、溶洞潜水侧向补给,矿化度小于 0.5 g/L,水化学类型以 HCO_3-Ca 型为主。

厂址区域目前岩溶水开采量较小,对厂区内拟建建(构)筑物和边坡稳定性影响不大。

3 稳定性分析

由于开挖后人工边坡坡形尚未确定,根据初步设计要求,由稳定性评价提出一种较合理的坡形进行分析,并在此坡形之上进一步修正。根据边坡极限坡高公式及场区工程地质条件,结合技术规范要求^[1],确定以下的坡形方案,以供稳定性分析使用:

8 m 高边坡:整体坡率取 1 : 0.75,分两级台阶,自下而上每级台阶高均为 4 m,台阶坡率均为 1 : 0.4(与岩层产状基本一致)。

位于厂区西侧围墙和红线附近的 20 m 高边坡:取整体坡率 1 : 0.75,分 4 级台阶,自下而上每级台阶边坡高均为 4 m,台阶坡率均为 1 : 0.4(与岩层产状基本一致)。

采石场边坡高 80 m,目前自然状态下整体坡率约为 1 : 0.4。

3.1 赤平投影分析^[2]

在边坡周围露头选取 11 个具有代表性的统计窗进行结构面统计,经过对统计资料的整理分析,得到对工程边坡有影响的几个统计窗的结构面产状等密中心,将统计出的这些优势结构面^[3]标于含有坡面大圆与磨擦圆的赤平投影图上,根据结构面是否在危险区内及其倾向可推断该结构面对岩体稳定性的影响,就工程边坡附近的 4[#]、5[#]、7[#]、9[#]、11[#]窗的投影结果,得出边坡的潜在破坏模式(表 1)。

表 1 边坡的潜在破坏模式

Tab. 1 Potential Breach Pattern List of Slope

坡型	统计窗	局部边坡		整体边坡		边坡潜在破坏模式
		坡率	摩擦角	坡率	摩擦角	
8 m 坡	7 [#] , 9 [#]	1 : 0.4	28°	1 : 0.75	32°	平面滑动、楔形滑动
20 m 坡	5 [#] , 8 [#] , 11 [#]	1 : 0.4	40°	1 : 0.75	45°	平面滑动、楔形滑动
采石场高边坡	4 [#] , 6 [#]	1 : 0.4	28°	1 : 0.44	32°	平面滑动、楔形滑动

注:虽然岩层层面走向跟坡面走向基本一致,但其倾向在 70°左右,小于 80°,发生倾倒破坏的可能性不大

3.2 极限平衡计算

此处工程边坡结构面以层面为主且顺倾,倾角变化范围较小,一般 70°左右。结构面平直,张开度 0~5 mm,以泥质和钙质胶结为主,据工程岩体分级标准^[4]属结合较差,在建筑边坡工程技术规范^[1]中有要求:硬性结构面结合差,内摩擦角 27°~18°,内聚力 0.09~0.05 MPa,硬性结构面结合好,内摩擦角大于 35°,内聚力大于 0.13 MPa。采石厂高边坡因坡较高,结构面有延伸性,发生圆弧滑动时需切穿岩层和结构面,因此,在进行整体计算时取大值。另外,由厂区岩块强度试验,极限平衡计算时,岩体抗剪强度的内摩擦角参考这一强度值,略作缩减,粘聚力根据经验取 0~1/10 岩块的强度,综合以上考虑选择边坡的极限平衡计算参数如表 2。

表 2 边坡极限平衡计算参数

Tab. 2 Calculating Parameter in Limit Equilibrium Analysis

坡型	内聚力 /MPa		内摩擦角 /(°)		重度 / (k N · m ⁻³)	
	局部 边坡	整体 边坡	局部 边坡	整体 边坡		
8 m 坡(薄层灰岩)	0.02	0.04	28	32	26.0	
20m 坡(厚层灰岩)	0.07	0.09	40	45	26.0	
采石场	平面及楔形滑动	0.02	0.04	28	32	26.0
	圆弧滑动	0.02	0.12	28	48	26.0

基于边坡可能破坏模式,运用极限平衡理论⁵⁻⁷⁾对各边坡进行解析计算(表 3),结果表明,8 m、20 m 高边坡在设计坡形下其局部边坡和整体边坡稳定性均能达到相关规范要求,但 80 m 高采石场边坡在原坡形下,发生楔形和平面滑动的可能性极大,处于一种极限平衡状态,必须进行处理。

3.2.1 采石场削坡方案

将采石场边坡削成 3 个台阶:第一二级坡高 30 m,第三级高 20 m,各级台阶间留 6 m 宽的平台,使其总体坡率成为 1 : 0. 55;局部边坡内聚力取 20 kPa,内摩擦角取 28°,整体边坡内聚力取 40 kPa,内摩擦角

取 32°,重度取 26 kN / m³,水平地震影响系数 0. 091,以赤平投影法分析(图 4),其计算结果:平面滑动最

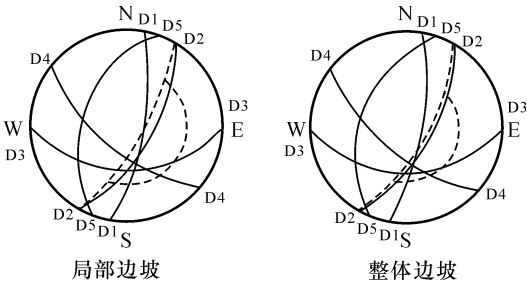


图 4 赤平投影
Fig. 4 Stereogram Scheme

表 3 部分楔形滑动及平面滑动计算结果

Tab. 3 Partial Calculating Result of Sphenoid Slip and Plane Slip

楔形滑动	序号	滑向	倾角/(°)	体积/m ³	安全系数	剩余下滑力/kN	面号	面号	
8 m 坡	7 #	2	183.0	38.7	0.162 4E+01	8.275 9	- 0.218 7E+03	D001	D004
		3	146.0	29.9	0.300 4E+02	3.383 1	- 0.131 9E+04	D003	D005
		4	153.0	30.0	0.163 7E+02	5.015 2	- 0.106 6E+04	D004	D005
	9 #	1	130.0	34.8	0.951 4E+02	2.498 4	- 0.352 9E+04	D002	D003
		2	58.0	46.4	0.282 7E+01	18.632 3	- 0.992 5E+03	D001	D007
		3	59.0	48.5	0.267 1E+01	16.756 6	- 0.871 4E+03	D001	D008
		4	65.0	54.1	0.152 7E+01	18.954 0	- 0.609 4E+03	D001	D009
80 m 坡	4 #	2	172.0	44.9	0.308 8E+05	1.025 4	- 0.581 7E+06	D001	D003
		5	170.0	53.3	0.193 8E+05	1.167 3	- 0.471 4E+06	D002	D004
平面滑动		面号	倾角/(°)	滑体体积/m ³	抗滑力/kN	下滑力/kN	安全系数		
8 m 坡	7 #	D005	30.0	0.100 4E+02	0.280 2E+03	0.130 6E+03	2.146 4		
	9 #	D005	35.2	0.804 3E+01	0.229 6E+03	0.120 5E+03	1.905 1		
20 m 坡	8 #	D009	60.0	0.216 5E+01	0.427 8E+03	0.487 4E+02	8.776 3		
	11 #	D001	60.0	0.134 9E+01	0.418 9E+03	0.303 7E+02	13.791 5		
80 m 坡	4 #	D005	65.2	0.185 6E+03	0.479 0E+04	0.438 0E+04	1.093 6		

注:楔形滑动中,面号 D00x 和 D00y(x, y= 1, 2 …) 为组成楔形滑动体的两组结构面的面号;平面滑动中,面号 D00z(z= 1, 2, …) 为滑动体沿着此组结构面产生平面滑动的结构面面号

小安全系数 1. 32,楔形滑动最小安全系数 1. 15。由此可见,削坡后稳定性有较大提高。

3.2.2 采石场蠕动变形计算

采石场处是薄层泥质灰岩,其岩层层面是顺坡陡倾,极易发生蠕动变形,进而发生滑动破坏,因此,计算稳定性用圆弧滑动法的 Fellenius 法和 Bishop 法,由于滑动发生时是剪断岩层,因而计算参数应适当提高,本次计算内聚力取 120 kPa,内摩擦角取 48°,水平地震影响系数 0. 091。计算其安全系数如表 4,由此看出,通过分级削坡方法较大地提高了坡体稳定性。

3.3 有限元计算

极限平衡计算涉及的滑动面,主要考虑的是结

构面的强度,而有限元计算^[8]是基于点破裂的分析,选用岩体强度,其计算选取边坡有限元计算参数(表 5),并取水平地震影响系数 K_h 为 0. 091 进行加载(其对应的地震烈度约 7 度),从分析结果看:

表 4 采石场边坡圆弧滑动计算结果

Tab. 4 Calculating Result of Circular Arc Slip of Quarry Slope

水平地震影响系数 K_h		安全系数 K	
		Fellenius 法	Bishop 法
原始坡形	0	1. 144	1. 236
	0. 091	1. 001	1. 073
削坡后坡形	0	1. 370	1. 451
	0. 091	1. 274	1. 362

表 5 有限元计算参数

Tab. 5 Calculating Parameter in FEM Model					
坡型	弹性模量/GPa	泊松比 μ	重度/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	内聚力/MPa	内摩擦系数 f
20 m 坡	20	0.25	26.0	1.0	1.0
采石场高边坡	2	0.35	26.0	0.4	0.625

边坡内主应力以压应力为主,在深部基本上为最小主应力呈竖向,最大主应力呈水平向分布。靠近表层,主应力方向偏转,最小主应力为顺坡方向,最大主应力与坡面垂直。最大主应力随深度变化均匀增加,在表层的分布规律较复杂,在各级台阶的人工坡面表层部位均出现一定的主拉应力区,其位置与卸荷裂隙的发育区基本一致,分布范围两个剖面略有不同:采石场边坡大致在坡面向下 6~7 m,20 m 坡大致在坡面向下 2~3 m(图 5,图 6)。在总体边坡的坡脚处呈现应力集中, σ_1 明显增大 σ_3 很小,其中 20 m 坡在此处压应力最大,达 0.6 MPa,采石场边坡则为 1.8 MPa。20 m 坡安全性较好,其安全系数一般大于 3,将地震力加载至 7 度,对其影响也不大(图 7)。

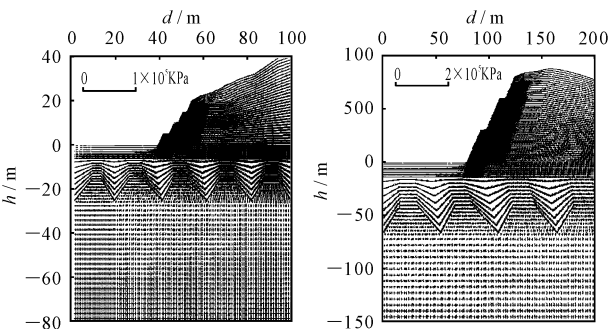


图 5 20 m 坡应力
矢量图($K_h=0.091$)

Fig. 5 Stress Vectorgraph
of 20 m High Slope

采石场边坡安全系数总体来看大于 1,只在人工坡面向下、靠近坡脚的部位有小于 1.5 或 1.35 的潜在塑性区,其影响范围较深,在 10~20 m 左右;另外,地震烈度愈大,塑性区的范围也相应变大(图 8)。

4 结论

(1)在沉积岩地区,岩层层面向往往成为控制边坡稳定性的最主要优势结构面。在厂区,产状为

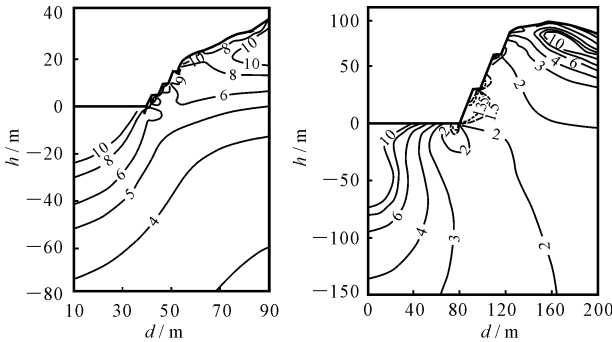


图 7 20 m 坡 K
等值线图($K_h=0.091$)

Fig. 7 Safety Coefficient
of 20 m High Slope

120°/70°的一组结构面,在计算坡形下,此组结构面成为影响边坡稳定性的主要同倾缓倾结构面。

(2)采石场边坡虽然位于厂区范围以外,可毗邻工程主体边坡,必须进行同步的治理。由于人工采石造成的卸荷作用,采石场已经局部出现崩塌现象,治理刻不容缓。

(3)边坡计算坡形的选择,结合了业主要求并充分考虑到厂区的地形、地质条件以及技术规范中的相关规定^[1],在评价的基础之上,可以对边坡的坡形再做适当修改。

(4)评价边坡稳定性的方法很多,可任何一种方法都不是万能的。由于岩石边坡工程实际情况的复杂性和影响因素的多样性,在实际操作中应该尽可能的把两种或多种方法融合,更好的为边坡的稳定性评价服务。

[参 考 文 献]

[1] GB50330 2002. 建筑边坡工程技术规范[S].
[2] 张倬元, 王士天, 王兰生. 工程地质分析原理[M]. 北京: 地质出版社, 1993.
[3] 陈新民, 罗国煜. 基于经验的边坡稳定性灰色系统分析与评价[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(5): 638 - 641.
[4] GB50218 94. 工程岩体分级标准[S].
[5] 邓小鹏. 岩质高边坡稳定性分析和优化设计[D]. 南京: 南京大学, 2003.
[6] 贾东远, 阴 可, 李艳华. 岩石边坡稳定性分析方法[J]. 地下空间, 2004, 24(2): 250 - 255.
[7] 张喜发. 岩土工程勘察与评价[M]. 长春: 吉林科学技术出版社, 1995.
[8] 邓立立, 陈征宙, 高元宝, 等. 姑山矿东帮河堤防渗工程优化设计的有限元分析[J]. 西安工程学院学报, 2002 24(4): 48 - 53.